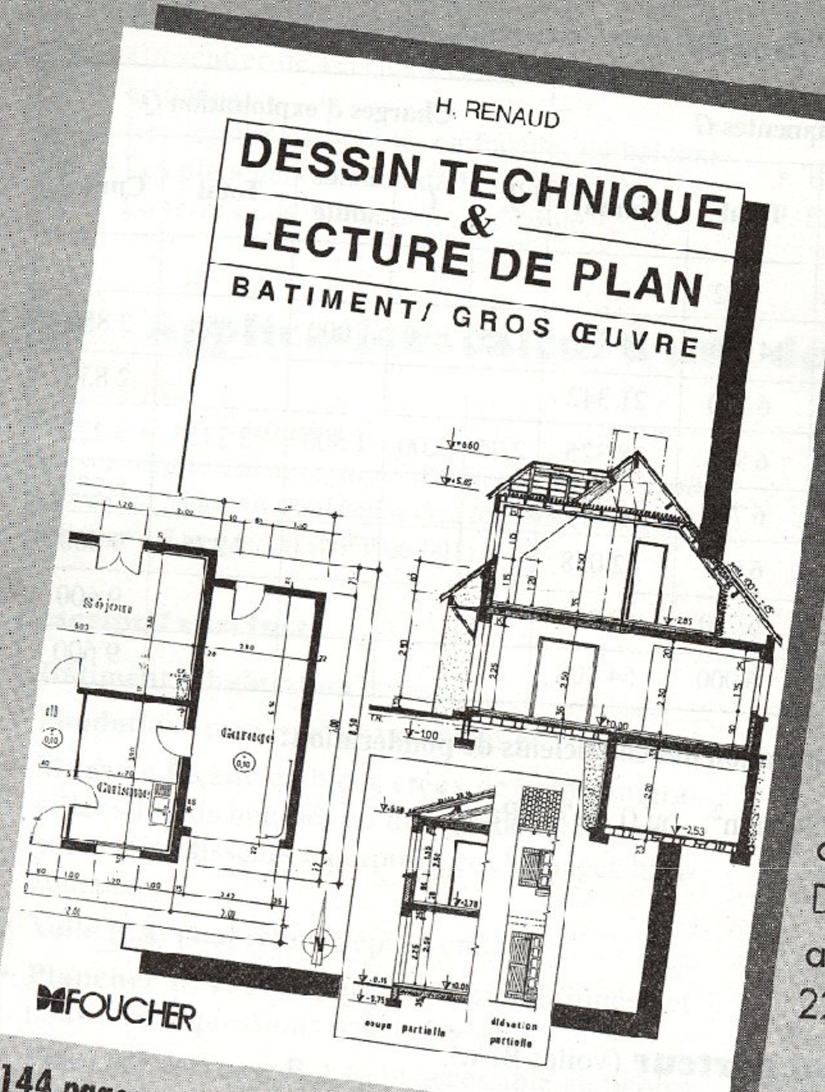
DESSIN TECHNIQUE ET LECTURE DE PLAN

H. RENAUD



144 pages
Format : 21 x 29,7 cm

Ce manuel pratique aborde le dessin technique appliqué au Bâtiment à partir d'exemples concrets et de lectures de plans.

Il propose : la visualisation des problèmes à traiter par des schémas perspectifs; l'acquisition et l'utilisation des conventions de représentations; des applications multiples sous la forme de lectures de plans et coupes, schémas ou croquis.

De nombreux questionnaires-tests avec réponses complètent chacun des 22 thèmes d'étude abordés.





5 Calcul des sollicitations

But

Il s'agit de connaître et d'appliquer les modalités de calcul des sollicitations dans une ou plusieurs sections d'un élément B.A. (semelles de fondation, poteau, poutre, dalle, etc.)

Ces sollicitations (efforts, moments de flexion etc.) proviennent:

- des actions permanentes
- des actions variables

} étudiées aux chapitres précédents

dans une section donnée d'un élément de la structure B.A.

Démarche

Les sollicitations sont calculées par application:

- de principes et de méthodes de résistance des matériaux en tenant compte du règlement B.A.E.L. pour les combinaisons d'actions à l'E.L.U.R. et à l'E.L.S.
- des méthodes spécifiques préconisées dans le règlement B.A.E.L. ou les D.T.U. (Documents Techniques Unifiés).

Exemple: Méthode forfaitaire pour le calcul des poutres et dalles de planchers.

1. Principe

Isoler l'élément de structure B.A. considéré

Faire l'inventaire des actions permanentes et variables

Calculer les sollicitations dans une section S

Efforts ← → Moments

- **Effort tranchant,** symbole V
  Exemple: cas des poutres
- **Effort normal,** symbole N
  Exemple: cas des poteaux

- **Moment de flexion:** symbole général M
  – symbole M_u à l'E.L.U.
  – symbole M_{ser} à l'E.L.S.
  Exemple: cas des poutres et des planchers

Éléments courants des structures B.A. (B.A.E.L. B1 à B9)

Ce sont les fondations, poteaux, poutres, soumis uniquement aux actions verticales:

- des charges permanentes G,
- des charges d'exploitation Q,

à l'exclusion de toute action climatique, telle que la neige ou le vent.

2. Combinaisons d'actions

Cas des fondations (B.A.E.L. B9.2)

Combinaison d'actions : $1{,}35\,G + 1{,}50\,Q$

Remarque : le calcul des fondations s'effectue généralement pour les cas simples par la méthode des bielles suivant D.T.U. 13,1

Cas des poteaux (B.A.E.L. B2.8.2,11)

Dans les cas les plus courants (poteaux de bâtiment, d'angle, de rive, intérieurs), l'unique combinaison d'actions à considérer est :

$$1{,}35\,G + 1{,}50\,Q$$

Cas des planchers: poutres ou dalles

• Cas d'une seule travée sans porte-à-faux :

E.L.U.R.	E.L.S.
$1{,}35G + 1{,}50Q$	$G + Q$

• Cas de plusieurs travées sans porte-à-faux :

État	Travées chargées	Travées déchargées
E.L.U.	$1{,}35\,G + 1{,}50\,Q_B$ $G + 1{,}50\,Q_B$	$1{,}35\,G$ G
E.L.S.	$G + Q_B$	G

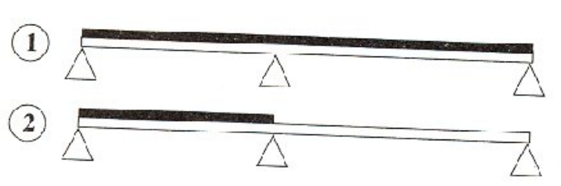
Cas d'une poutre reposant sur deux appuis, prolongée par un porte-à-faux

(B.A.E.L. B.6.1, 22)

Combinaisons à considérer	But recherché dans chacun des cas de chargement
• aux états limites E.L.U.R.	
① $1{,}35\,G + 1{,}5\,Q_B$ — $1{,}35\,G$ (appuis A, B)	– Moment de flexion maximal sur l'appui A : $M_{u\,A}$
② $1{,}35\,G$ — $1{,}35\,G + 1{,}5\,Q_B$	– Moment de flexion maximal en travée AB : $M_{u\,(AB)}$
③ $1{,}35\,G + 1{,}5\,Q_B$ — $1{,}35\,G + 1{,}5\,Q_B$	– Valeur maximale de l'action de l'appui A sur la poutre : R_A
④ $G + 1{,}5\,Q_B$ — G	– Longueur des armatures en chapeaux du côté de la travée
⑤ G — $G + 1{,}5\,Q_B$	– Éventuellement déterminant pour le moment maximal positif en travée

Remarque (B.A.E.L. B3.3): *la 4ᵉ combinaison est prise en considération pour la justification de l'équilibre statique mais avec 0,9 G dans la travée adjacente au porte-à-faux.*

• aux états limites E.L.S.



– Moment de flexion maximal en travée sur l'appui A: $M_{ser\,A}$

– Moment de flexion maximal en travée AB: $M_{ser\,(AB)}$

Remarque : *pour les bâtiments courants soumis aux actions permanentes et variables avec charges climatiques (neige et vent) se reporter au B.A.E.L. Annexe D.2.2).*

3. Applications

Le premier cas proposé concerne l'assimilation des contenus du présent chapitre.
Le deuxième cas nécessite de :
- rechercher les poids unitaires des éléments constitutifs dans le chapitre 4, ainsi que les charges d'exploitation ;
- procéder par utilisation du formulaire des poutres du chapitre 2.

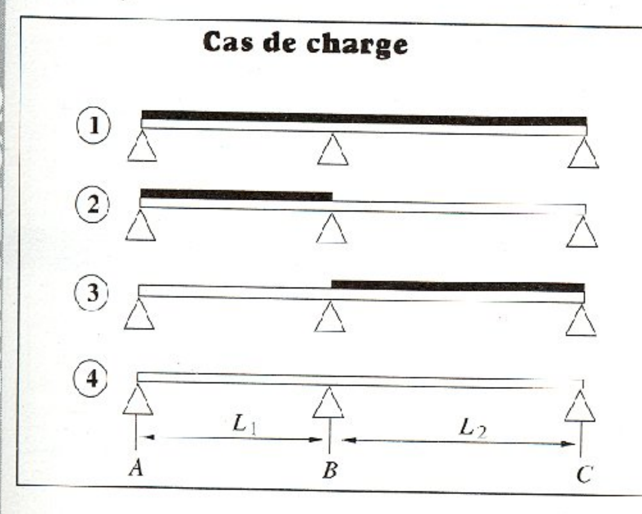
Le troisième cas a pour objet le calcul des sollicitations par étapes en utilisant le **principe de superposition.**

1er cas : poutre continue à deux travées

ÉTUDE DE CAS

- *Analyser les combinaisons de chargement n° 1 à 4 ci-dessous.*
- *Indiquer l'intérêt de chaque combinaison pour le calcul des sollicitations : action des appuis et moment de flexion (max. ou min. ?).*

Cas de charge



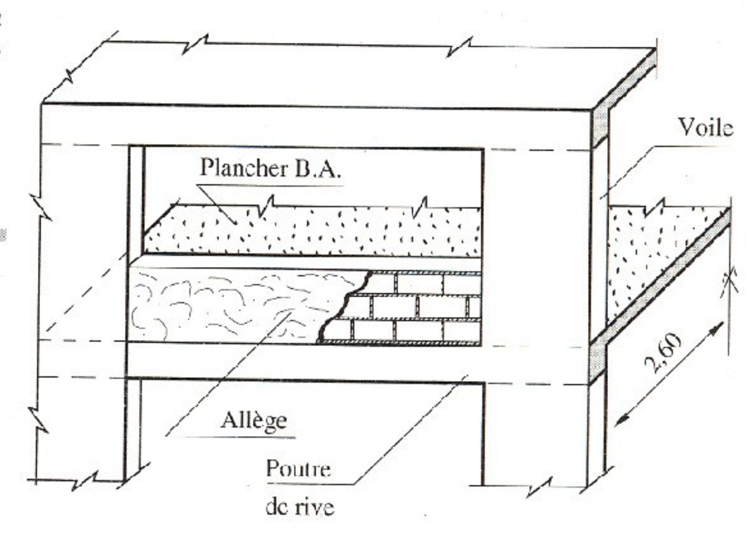
Réponses

- Moment maximal négatif sur l'appui B et R_B maximal
- Moment maximal positif en travée AB et moment minimal en travée BC
- Moment maximal positif en travée BC et moment minimal en travée AB
- Moment minimal négatif sur l'appui B

2e cas : poutre de rive d'un collectif

ÉTUDE DE CAS

Calculer numériquement les moments de flexion sur appuis et en travées d'une poutre de rive encastrée à chacune de ses extrémités.



Données

- Section de poutre : 16 cm × 50 cm
- Portée entre appuis (voiles B.A.) : 4, 40 m
- Dalle B.A. ép^r : 18 cm
- Portée de la dalle : 5, 20 m
- Allège en blocs creux de béton, ép^r : 15 cm
- Hauteur d'allège : 90 cm
- Enduit mortier sur allège, ép^r : 1 cm

Étapes du calcul

- Déterminer la charge permanente par mètre de longueur de poutre due au poids propre des éléments : poutre, dalle, allège.
- Procéder de même pour la charge d'exploitation.
- Effectuer la combinaison d'action suivant les états considérés.
- Utiliser le formulaire des poutres : **cas n° 9**

NB. Calcul aux états limites (E.L.U.R. et E.L.S.)

Réponse

- **Charges permanentes p. m.**

Poutre :	2 000 N/m
Dalle :	11 700 N/m
Allège :	1 800 N/m
Enduit :	162 N/m
Total	g = 15 662 N/m

- **Charges variables p. m.**
  Avec 1 500 N/m^2 pour local d'habitation, on a :
  q = 3 900 N/m

- **Moments à l'E.L.S.**
  avec $s = g + q$ = 19 562 N/m, il vient :
  $$M_A = M_B = -\frac{sL^2}{12} = -31\,560 \text{ Nm}$$
  $$\text{et } M_0 = +\frac{sL^2}{24} = +15\,780 \text{ Nm}$$

- **Moments à l'E.L.U.R.**
  avec $s = 1{,}35g + 1{,}5q$ = 26 944 N/m, il vient :
  $$M_A = M_B = -\frac{sL^2}{12} = -43\,500 \text{ Nm}$$
  $$\text{et } M_0 = +\frac{sL^2}{24} = +21\,775 \text{ Nm}$$

3e cas : poutre principale de plancher

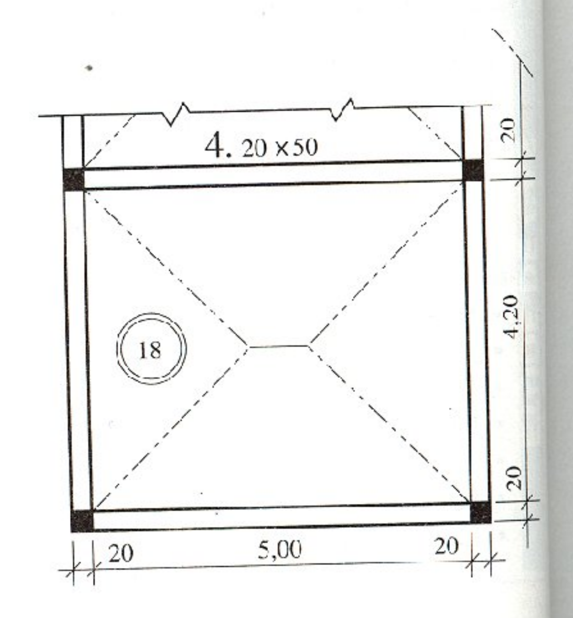
Calculer les sollicitations à l'E.L.U.R. pour la poutre de plancher n° 4 *de la figure ci-contre, de section* 20 cm × 50 cm.

Données

- Plancher B.A. constitué par des poutres de section 20 × 50 et une dalle épaisse de 18 cm d'épaisseur.
- Portées des poutres : 5,00 m.
- Surface des travées : 4,20 × 5,00 m.
- Chaque poutre intérieure supporte une partie de la dalle en forme de trapèze régulier de part et d'autre de la nervure (lignes de partage inclinées à 45°).
- Le bâtiment est à usage de bureaux.

Étapes du calcul

- Calculer les charges permanentes et d'exploitation par mètre de poutre.
- Utiliser le formulaire pour les cas de chargement :
  – uniformément réparti,
  – en trapèze régulier.
- Tenir compte de la combinaison de charge à l'E.L.U.R.
- Cumuler les résultats partiels.



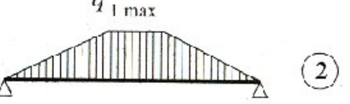
Réponse

Remarque préliminaire : *les valeurs auxiliaires s'obtiennent facilement Par exemple : poids propre de la poutre par mètre :*

- **Charge permanente pondérée par mètre**
  - Poutre seule : 1,35 × 2 500 N/m = 3 375 N/m



  - Dalle en trapèze : 1,35 × q_{1max} = 25 515 N/m



- **Charge d'exploitation pondérée par mètre**
  - Dalle en trapèze : 1,5 × q_{2max} = 1,5 × 10 500 = 15 750 N/m



  - Poutre seule : 1,5 (0,20 × 1,00 × 2 500) = 750 N/m



Calcul des sollicitations, formulaire des poutres cas 1 et 3

Nature de la charge	**Action des appuis $R_A = R_B$**	**Moment maximal en travée M_0**
Schéma ①	8 438 N	10 547 Nm
Schéma ②	36 997 N	60 981 Nm
Schéma ③	22 838 N	37 643 Nm
Schéma ④	1 875 N	2 344 Nm
Total	**70 148 N**	**111 515 Nm**

6 Bétons et aciers: caractéristiques

Le calcul des ouvrages en B.A. est effectué à partir d'hypothèses des études qui tiennent compte, en particulier, des caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques des matériaux (béton, acier).

Les caractères des matériaux concernent:
- les résistances caractéristiques à la compression et à la traction,
- les déformations (allongement et raccourcissement),
- les diagrammes déformations-contraintes.

Extrait d'un cartouche de plan d'armatures B.A.

Hypothèses des études			
Charges des planchers		Béton	Acier
permanentes	d'exploitation	f_{c28} = 25 MPa	HA: Fe E 400
Cloisons: 500 N/m^2 Revêt. sol: 600 N/m2	2 500 N/m^2	Dosage min: 350 kg CPJ 45 par m^3	Ø: Fe E 215 TS: T.S.H.A.

1. Les bétons

Un béton hydraulique résulte du mélange en proportions définies des composants suivants:
- granulats naturels ou artificiels (sables, gravillons, graviers),
- liants normalisés: ciments artificiels,
- adjuvants éventuels pour augmenter les performances physiques ou mécaniques,
- eau de mouillage des granulats et d'hydratation du liant.

1.1 Tableau de classement des granulats (NF P 18-101)

Appellation	Sable	Gravillons	Cailloux et pierres cassées
Catégories suivant grosseur de **grains*** en mm	Fins: 0,080 à 0,315 Moyens: 0,315 à 1,25 Gros: 1,25 à 5	Petits: 5 à 8 Moyens: 8 à 12,5 Gros: 12,5 à 20	Petits: 20 à 31,5 Moyens: 31,5 à 50 Gros: 50 à 80

Exemple: une maille de 12,5 mm correspond à un diamètre de 16 mm.
NB. Éléments très fins: fines, farines, fillers < 0,08 mm.

* *mailles carrées des tamis exprimées en* mm.

1.2 Principaux liants utilisés pour travaux B.A.
(NF P 15-301)

Ciments Portland artificiel Teneur ⩾ 97 % de clinker	**Ciments Portland composés** Teneur ⩾ 65 % de clinker	**Utilisations ou recommandations**
CPA 45 CPA 45 R	CPJ 45 CPJ 45 R	Tous travaux courants
CPA 55 CPA 55 R	CPJ 55 CPJ 55 R	Éléments préfabriqués
CPA HP CPA HPR		Travaux qui exigent des résistances exceptionnelles

Symboles

J *désigne un ciment avec constituants secondaires < 35 %.*

R *désigne un ciment à début de durcissement rapide.*

HP *désigne un ciment à haute performance.*

45 *ou* **55** *indique la classe du ciment en MPa.*

1.3 Résistances caractéristiques du béton

Elles servent de base pour le calcul des projets en B.A.

Résistance caractéristique à la compression à j jours (symbole f_{cj})

Elle est définie par une valeur de la résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours par essais sur éprouvettes cylindriques.
(∅ 16 cm ; surface = 200 cm²; h = 32 cm)

Exemple: $f_{c28} = 30$ MPa

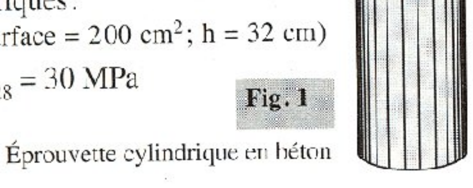


Fig. 1

Éprouvette cylindrique en béton

Résistance caractéristique à la traction à j jours (symbole f_{tj})

Elle est conventionnellement définie à partir de la résistance à la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj}$$

Exemple avec $f_{c28} = 30$ MPa :

$$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 \times 30 = 2{,}4 \text{ MPa}$$

Remarque importante pour les calculs : *les résistances à « j » jours des bétons, non traités thermiquement, peuvent être évaluées par les formules approchées des tableaux suivants :*

f_{cj}	$f_{c28} \leqslant 40$ **MPa**
$j < 60$	$\dfrac{j}{4{,}76+0{,}83\,j} \cdot f_{c28}$
$j \geqslant 60$	$1{,}10\, f_{c28}$

f_{cj}	**40 MPa** $< f_{c28} \leqslant 60$ **MPa**
$j \leqslant 28$	$\dfrac{j}{1{,}40+0{,}95\,j} \cdot f_{c28}$
$28 < j < 60$	Bétons à Haute Résistance voir **B.A.E.L. A.2.1, 11**

1.4 Déformation du béton

Déformation longitudinale (B.A.E.L. A.2.1, 2)

On distingue :

- le **module de déformation instantanée** (durée d'application des charges < 24 heures) (symbole E_{ij})

$$E_{ij} = 11\,000\, f_{cj}^{\ 1/3} \text{ (MPa)}$$

- le **module de déformation différée** (longue durée d'application) (symbole E_{vj})

$$E_{vj} = 3\,700\, f_{cj}^{\ 1/3}$$

La valeur de ces modules intervient dans le calcul des flèches et les effets dus au retrait et au fluage du béton.

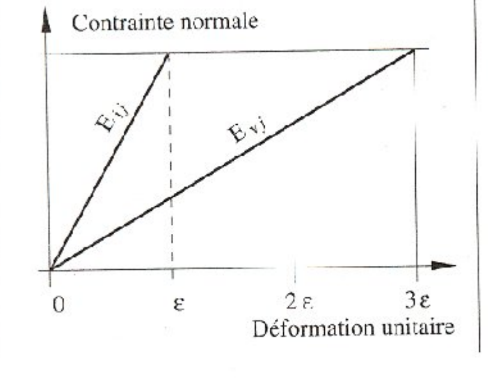


Fig. 2

Modules de déformation instantanée et différée

Déformation transversale (B.A.E.L. A.2.1, 3)

Elle se traduit par le coefficient de Poisson

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de Poisson est pris égal à :

$\nu = 0{,}20$ pour la justification aux E.L.S. (section non fissurée)

$\nu = 0$ (zéro) dans le cas des E.L.U.

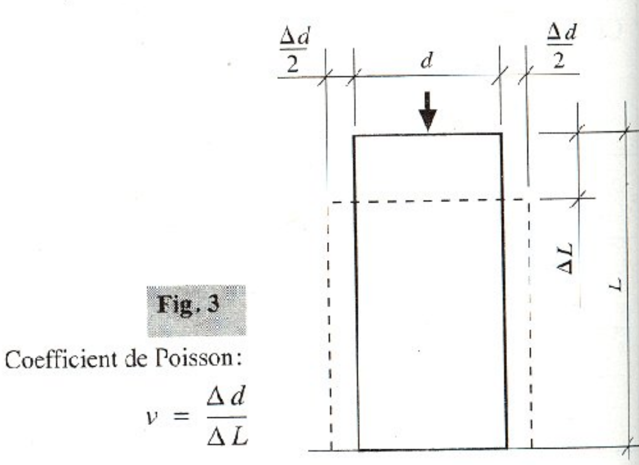


Fig. 3

Coefficient de Poisson :

$$\nu = \frac{\Delta d}{\Delta L}$$

NB. À défaut de mesures, on estime que le raccourcissement unitaire dû au retrait atteint les valeurs suivantes dans le cas de pièces non massives à l'air libre :

$1,5 \cdot 10^{-4}$ *dans les climats très humides,*

$2 \cdot 10^{-4}$ *en climat humide, ce qui est cas de la France sauf son quart Sud-Est,*

$3 \cdot 10^{-4}$ *en climat tempéré sec, tel que le quart Sud-Est de la France,*

$4 \cdot 10^{-4}$ *en climat chaud et sec,*

$5 \cdot 10^{-4}$ *en climat très sec ou désertique.*

EXERCICE D'ASSIMILATION 1

Contrôler dans le tableau ci-contre les contraintes de traction du béton et les modules de déformation instantanée du béton.

Indication

Utiliser les informations des paragraphes 1.3 et 1.4.

Résistance caractéristique du béton en compression (f_{c28} en MPa)	18	25	30
Résistance caractéristique du béton en traction (f_{t28} en MPa)	1,68	2,1	2,4
Module E_{i28} en MPa	28 828	32164	34 180

EXERCICE D'ASSIMILATION 2

Calculer la résistance approximative du béton en compression à 4 jours sachant qu'il doit atteindre à l'âge de 28 jours :

$f_{c28} = 30$ MPa

Indication

Se reporter à la remarque du paragraphe 1.3.

Réponse

$$f_{c4} = \frac{4 \times 30}{4,76 + 0,83 \times 4} = 14,85 \text{ MPa}$$

EXERCICE D'ASSIMILATION 3

Calculer la contrainte due au retrait dans le cas d'une poutre B.A. de section 15 cm × 50 cm, *sachant que :*

- *ses extrémités sont liées à des massifs bétonnés,*
- $f_{cj} = 30$ MPa,
- *le bâtiment est situé à Nancy.*

Réponse

$f_{tj} = E_{vj} \times$ raccourcissement unitaire (application de la loi de Hooke) :

$$E_{vj} = 3\,700\, f_{c28}^{1/3} = 11\,497 \text{ MPa}$$

Évaluation de la contrainte de traction provoquée par le retrait :

$$f_{t1j} = 11\,497 \times 2.10^{-4} = 2,3 \text{ MPa}$$

(L'effet du retrait n'est théoriquement pas à craindre si la résistance à la traction du béton (f_{tj}) est suffisante pour s'opposer à la fissuration.)

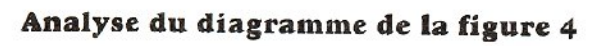
On a : $f_{tj} = 0,6 + 0,06\, f_{cj} = 2,4 \text{ MPa} > f_{t1j}$

2. Les aciers

2.1 Caractères mécaniques (B.A.E.L. A.2.2)

- Le caractère mécanique, qui sert de base aux justifications dans le cadre des états limites, est la limite d'élasticité garantie (symbole f_e).
- **Le module d'élasticité longitudinale** (symbole E_s) est pris égal à 200 000 MPa.
- **Diagramme déformations-contraintes**

  C'est un diagramme conventionnel, facile d'utilisation, pour le calcul des contraintes et déformations.



Analyse du diagramme de la figure 4

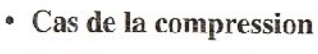
- **Cas de la traction**

– Droite OA (domaine élastique) : proportionnalité déformations-contraintes

Coordonnées du point A $\begin{cases} \varepsilon_s = f_e / E_s \\ \sigma_s = f_e \end{cases}$

– Horizontale AB d'ordonnée $\sigma_s = f_e$ (domaine plastique)

La position du point B correspond à un allongement $\varepsilon_s = 10‰$



- **Cas de la compression**

  Le diagramme correspondant est symétrique à celui de la traction par rapport à l'origine O.

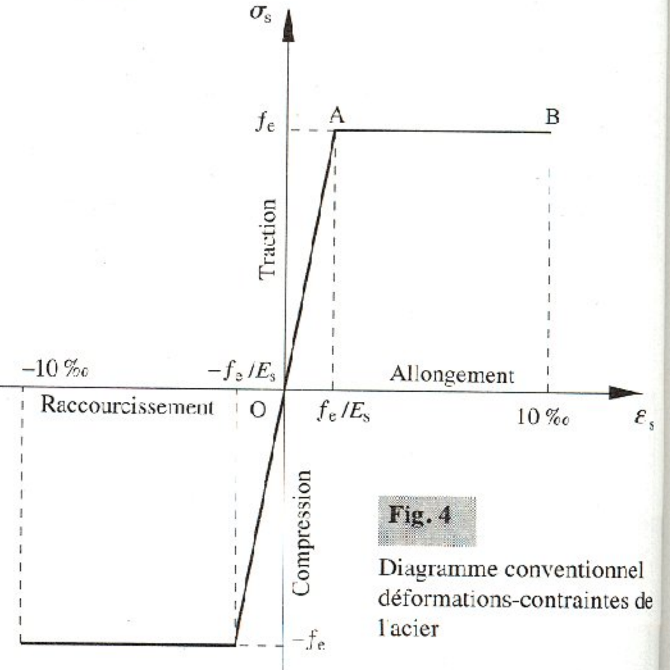


Fig. 4
Diagramme conventionnel déformations-contraintes de l'acier

2.2 Caractéristiques des aciers pour le béton armé

2.21 Aciers en barres

Types d'aciers (E_s = 200 000 MPa)				
Caractéristiques	**Doux et lisses, symbole ∅** (NF A 35-015)		**A Haute Adhérence, symbole HA** (NF A 35-016)	
Dénomination	Fe E 215	Fe E 235	Fe E 400	Fe E 500
Limite élastique en MPa	$f_e = 215$	$f_e = 235$	$f_e = 400$	$f_e = 500$
Résistance à la rupture σ_R en MPa	$\sigma_R \geqslant 330$	$\sigma_R \geqslant 410$	$\sigma_R \geqslant 480$	$\sigma_R \geqslant 550$
Allongement à la rupture	22 %		14 %	12 %
Coefficient de scellement, symbole Ψ_s	1		1,5	
Coefficient de fissuration, symbole η	1		1,6	
Diamètres courants en mm	6-8-10-12		6-8-10-12-14-16-20-25-32-40	

NB. Voir tableau des sections des aciers en Annexe 1.

2.22 Treillis soudés

Types de treillis (NF A 35-022)		
Caractéristiques	**Lisses, symbole T.S.L.**	**A Haute Adhérence, symbole T.S.H.A.**
Limite élastique en MPa	$f_e = 500$ (tous diamètres)	$f_e = 500$ (tous diamètres)
Résistance à la rupture en MPa	$\sigma_R = 550$	$\sigma_R = 550$
Allongement à la rupture	8 %	8 %
Coefficient de scellement, symbole Ψ_s	1	1,5
Coefficient de fissuration, symbole η	1	1,3 pour $\varnothing < 6$ mm 1,6 pour $\varnothing \geqslant 6$ mm
Diamètres courants	3,5 mm à 9 mm avec un pas de 0,5 mm	– 3,5 à 12 mm avec un pas de 0,5 mm – 14 à 16 mm sur commande

NB. Voir tableau des sections des aciers en Annexe 1.

EXERCICE D'ASSIMILATION 4

Déterminer l'allongement unitaire correspondant à une contrainte de 348 MPa *exercée sur un acier* Fe E 400

Indication

Exploiter le diagramme déformations-contraintes de la figure 4.

Réponse

La loi de Hooke exprime la contrainte dans le domaine élastique par $\sigma_s = E_s \,.\, \varepsilon_s‰$ pour $\sigma_s < f_e$

On a : $\varepsilon_s‰ = \dfrac{348 \times 1000}{200\,000} = 1,74‰$

EXERCICE D'ASSIMILATION 5

Comparer les rapports :

$$\frac{\textit{Résistance à la rupture}}{\textit{Limite élastique}} = \frac{\sigma_R}{f_e}$$

pour les aciers HA Fe E 400 *et* Fe E 500.

En déduire le type d'acier qui offre le plus de sécurité à l'utilisateur.

Indication

Lire et décoder le tableau des aciers en barres.

EXERCICE D'ASSIMILATION 6

Calculer pour un acier à haute adhérence, de limite d'élasticité garantie $f_e = 400$ MPa *le rapport entre son allongement à la rupture et celui correspondant à sa limite élastique.*

Indication

Lire et décoder le tableau des aciers en barres.

Réponse

L'allongement à la rupture est 70 fois plus grand que celui qui correspond à la limite élastique.



Déformations et contraintes de calcul

• État limite ultime

Les hypothèses de calcul sont relatives :
- au diagramme rectangulaire de compression de béton ;
- aux contraintes de calcul du béton et de l'acier ;
- à la règle dite des « pivots » qui détermine les déformations limites d'une section soumise à une sollicitation normale, en particulier à un moment de flexion simple.

• État limite de service

Le principe de la justification des sections impose la limitation des contraintes :
- de compression du béton ;
- de traction de l'acier vis-à-vis de la fissuration en milieu préjudiciable.

Ces notions sont déterminantes pour le calcul des sections d'armatures et de la vérification des contraintes en compression et en traction du béton et de l'acier.

1. État limite de résistance (B.A.E.L. A.4.3)

1.1 Hypothèses de calcul des sections soumises à une ou plusieurs sollicitations (B.A.E.L. A.4.3, 2)

- Hypothèse de Navier : les sections planes, normales à la fibre moyenne avant déformation, restent planes après déformation.
- Non-glissement relatif entre armatures et béton en raison de l'association béton-acier par adhérence mutuelle.
- Résistance à la traction du béton non prise en compte dans les calculs.
- Les diagrammes déformations-contraintes sont définies ci-après :
  - béton en compression (voir paragraphe 1.2) ;
  - acier tendu ou comprimé (voir paragraphe 1.3).
- Le diagramme des déformations limites d'une section fait l'objet de la règle dite des « trois pivots » A, B, C (voir paragraphe 1.4).

1.2 Diagrammes déformations-contraintes du béton (B.A.E.L. A.4.3, 4)

On distingue (fig. 1) :
- le **diagramme « parabole-rectangle »** ;
- le **diagramme rectangulaire simplifié** qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :
  - sa simplicité d'emploi ;
  - sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole-rectangle ».

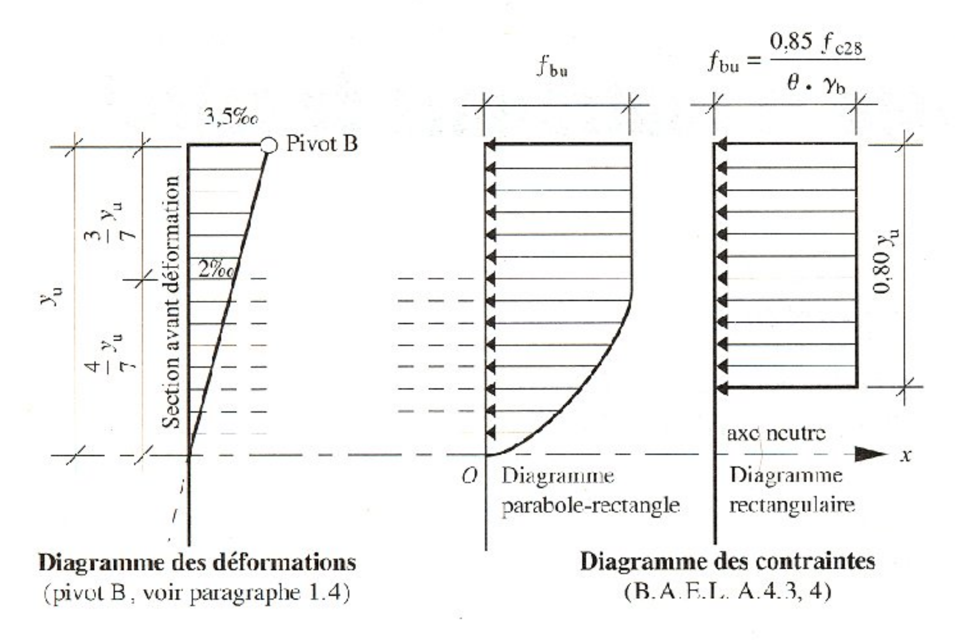


Diagramme des déformations (pivot B, voir paragraphe 1.4)

Diagramme des contraintes (B.A.E.L. A.4.3, 4)

Notations

σ_{bc} : contrainte de compression du béton

f_{cj} : résistance caractéristique du béton en compression à j jours

f_{bu} : contrainte de calcul (voir tableau ci-dessous)

γ_b : coefficient de sécutité

ε_{bc} : déformation du béton en compression

Fig. 1 Diagrammes déformations-contraintes du béton

Dispositions relatives au diagramme rectangulaire

Hypothèses de départ:
- section rectangulaire partiellement comprimée;
- position de l'axe neutre connue, soit Ox, et sa distance y_u à la fibre la plus comprimée.

Contrainte de calcul du béton

$$f_{bu} = \frac{0{,}85\ f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Remarque

Si les zones comprimées présentent une largeur décroissante vers les fibres les plus comprimées:

$$f_{bu} = \frac{0{,}80\ f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

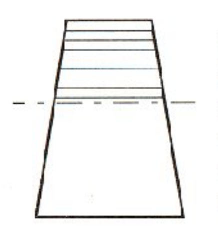


Fig. 2 Zone comprimée décroissante vers la fibre la plus comprimée

Symboles

f_{bu} : contrainte de calcul

f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours

γ_b : coefficient de sécurité
- γ_b = 1,5 en général
- γ_b = 1,15 dans le cas de combinaisons accidentelles

θ : coefficient d'application

θ	Durée d'application
1	> 24 h
0,9	1 ≤ durée ≤ 24 h
0,85	si durée < 1 h

NB. Les coefficients 0,85 au numérateur et θ au dénominateur ont pour objet de tenir compte de ce que la résistance du béton est fonction décroissante de la durée d'application des charges.

Déformation maximale du béton : $\varepsilon_{bc} = 3{,}5$ ‰

Diagramme rectangulaire	
Distance à partir de l'axe neutre	**Contrainte de calcul**
$0 \leq y < 0{,}20\ y_u$	contrainte nulle
$0{,}20\ y_u \leq y \leq y_u$	$f_{bu} = \frac{0{,}85\ f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$ valeur constante pour $\varepsilon_{bc} \leq 3{,}5$ ‰

Tableau des contraintes de calcul

Les contraintes sont données ci-après en fonction des résistances caractéristiques du béton à 28 jours d'âge.

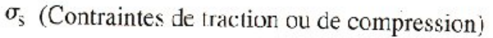
Résistances caractéristiques du béton		Contraintes de calcul
en compression f_{c28} (MPa)	en traction f_{t28} (MPa)	en compression f_{bu} (MPa) avec $\theta = 1$
16	1,56	9,07
18	1,68	10,20
20	1,80	11,33
22	1,92	12,47
25	2,10	14,17
27	2,22	15,30
30	2,40	17,00
35	2,70	19,83
40	3,00	22,67
45	3,3	25,50
50	3,6	28,33
55	3,9	31,17
60	4,2	34,00

1.3 Diagramme déformations-contraintes de l'acier (B. A. E. L. 4.3, 2)

NB. Revoir les caractéristiques de l'acier dans le chapitre 6 « Bétons et aciers : caractéristiques ».

Le diagramme de calcul se déduit de celui *conventionnellement* défini des déformations-contraintes conformément à la figure 3.

- Limite d'élasticité garantie : f_e
- Coefficient de sécurité : γ_s
  - cas courants : $\gamma_s = 1{,}15$
  - combinaisons accidentelles : $\gamma_s = 1$
- Module d'élasticité longitudinale : $E_s = 200\,000$ MPa
- Contrainte de calcul : $f_{su} = f_e / \gamma_s$



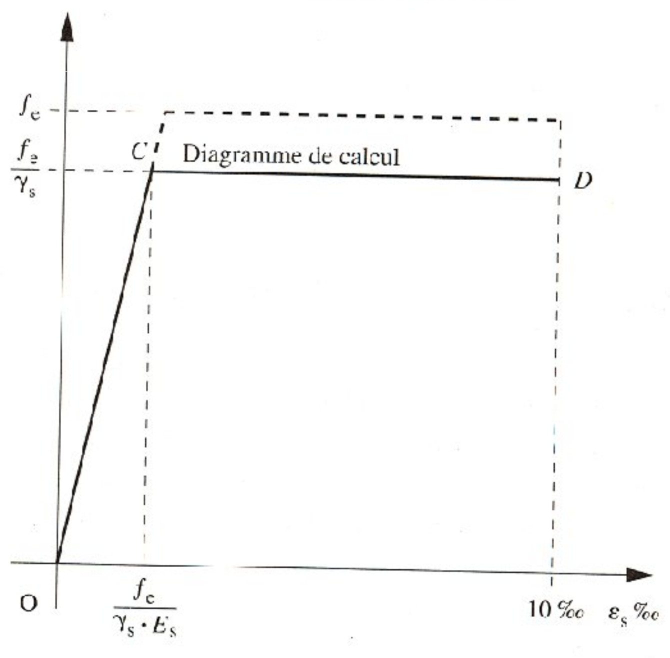


Fig. 3

Déformations-contraintes de l'acier : diagramme conventionnel de calcul (en trait continu)

EXERCICE D'ASSIMILATION 1

Interpréter le diagramme déformations-contraintes de l'acier.

Déformation longitudinale ε_s en ‰	Contrainte de calcul en MPa
$0 \leqslant \varepsilon_s \leqslant \dfrac{f_e \times 1\,000}{\gamma_s \cdot E_s}$ Déformation élastique	$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$ Variation linéaire de la contrainte pour les valeurs définies par ε_s
$\dfrac{f_e\ ‰}{\gamma_s \cdot E_s} \leqslant \varepsilon_s \leqslant 10\ ‰$ Déformation plastique conventionnelle	$f_{su} = f_e / \gamma_s$ Constante

EXERCICE D'ASSIMILATION 2

Interpréter, à titre d'exemple, le tableau ci-contre pour un acier HA Fe E 400 *et un acier* Fe 500.

Type d'acier	ε_s en ‰	Contrainte de calcul (MPa)	Observations
Fe E 400	1,739 10	347,8 347,8	$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s ‰ = f_e / 1{,}15$ idem
Fe E 500	2,174 10	434,8 434,8	idem idem

EXERCICE D'ASSIMILATION 3

La résistance caractéristique du béton f_{c28} étant prise égale à 23 MPa, *quelle est la contrainte de calcul f_{bu}, sachant que la durée d'application de la combinaison de charges est supérieure à* 24 heures ?

Réponse

f_{bu} = 13,03 MPa

EXERCICE D'ASSIMILATION 4

On donne la contrainte de calcul f_{bu} = 11,90 MPa.
Calculer la contrainte caractéristique prise comme référence à 28 jours *d'âge du béton.*

Réponse

f_{c28} = 21 MPa

1.4 Règle des trois pivots (B.A.E.L. A.4.3, 3)

- Une section de béton soumise à des sollicitations normales se déforme suivant l'**hypothèse de Navier** (voir paragraphe 1).
- Les **positions limites** que peut prendre la **droite de déformation** sont déterminées à partir des diagrammes déformations-contraintes du béton et de l'acier étudiés précédemment (voir paragraphe 1.2 et 1.3).
- La déformation de la section est représentée par une droite, passant par l'un des **pivots** «**A**», «**B**» ou «**C**», à l'intérieur ou à la frontière des **domaines** repérés (1), (2), (3) sur la figure 4.

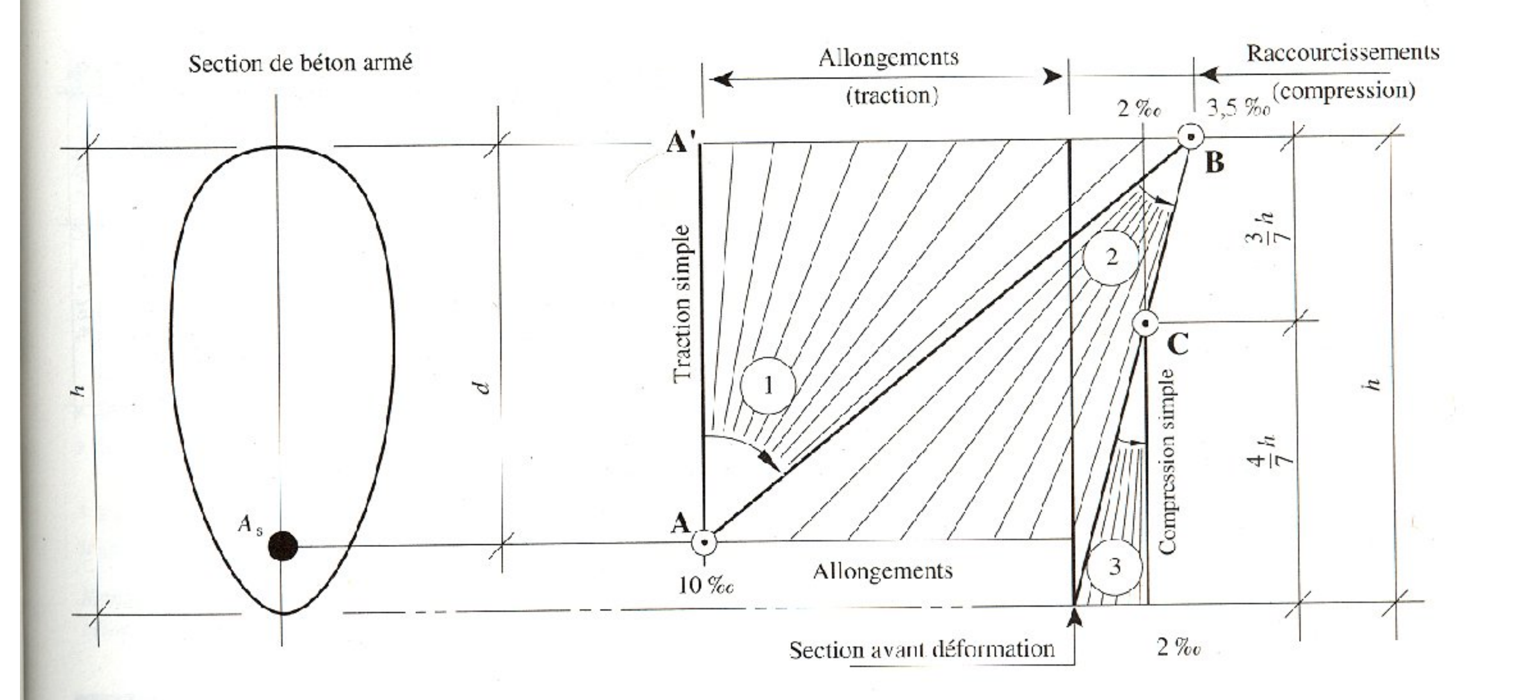


Fig. 4 Diagrammes des déformations limites de la section

Notations

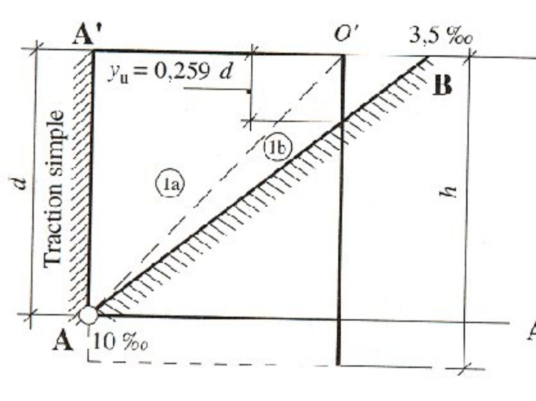
h : hauteur totale de la section
d : hauteur utile en flexion simple
y_u : position de le fibre neutre
A_s : section des aciers tendus



Le tableau ci-après permet d'analyser :

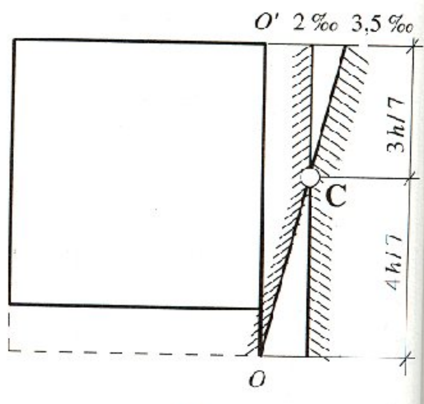
- la position des pivots repérés A, B, C ;
- les domaines ①, ②, ③ et les valeurs des déformations limites.

Analyse du diagramme des déformations limites d'une section		
Pivot A Domaine 1	**Pivot B Domaine 2**	**Pivot C Domaine 3**
Allongement unitaire de l'acier : $\varepsilon_s = 10$ ‰ **Traction simple :** • limite AA' • béton entièrement tendu. **Flexion simple* :** • acier tendu ($\varepsilon_s = 10$ ‰) • béton partiellement comprimé : $0 \leqslant \varepsilon_{bc} \leqslant 3{,}5$ ‰ (*) *Flexion simple ou composée.*	Raccourcissement unitaire du béton comprimé : $\varepsilon_{bc} = 3{,}5$ ‰ **Flexion simple* :** • acier tendu • béton partiellement comprimé. Recommandation : $\varepsilon_s \geqslant \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$ (voir § 1.3) (*) *Flexion simple ou composée.*	Raccourcissement unitaire du béton comprimé : $\varepsilon_{bc} = 2$ ‰ pour $y_u = \frac{3}{7}h$ **Compression simple :** si la droite de déformation est parallèle à la droite représentative de la section avant déformation*. (*) *Sinon, flexion composée.*
(*) *N.B. La flexion composée n'est pas envisagée dans le cadre de cet ouvrage.*		



5a. **Pivot A** – Domaine 1

5b. **Pivot B** – Domaine 2



5c. **Pivot C** – Domaine 3

Fig. 5 Diagrammes relatifs aux trois pivots

EXERCICE D'ASSIMILATION 5

Analyser la figure 5a *relative à la règle des trois pivots.*
Calculer la valeur de y_u *en fonction de la hauteur utile d, quand la droite de déformation est représentée par la droite* AB.
En posant $\alpha_u = y_u/d$*, en déduire une règle pratique de détermination des pivots* A *ou* B *dans le calcul en flexion simple d'une section B.A.*
Remarque : *dans ce cas* $\alpha_u < 1$.

Réponse

La considération des triangles semblables dans la figure 5a donne :

$$\frac{y_u}{(d - y_u)} = \frac{3{,}5\ ‰}{10\ ‰} \longrightarrow y_u = 0,259\ d$$

Ainsi, la règle pratique pour la détermination des pivots est :

$\alpha_u = 0{,}259 \longrightarrow$ droite de déformation AB : pivots A et B

$\alpha_u < 0{,}259 \longrightarrow$ le pivot est en A

$\alpha_u > 0{,}259 \longrightarrow$ le pivot est en B.

EXERCICE D'ASSIMILATION 6

Trouvez la valeur limite de α_u *(voir exercice 5) dans une section en Té, soumise à la flexion simple, pour que la table de compression soit entièrement prise en compte dans le calcul à l'E.L.U.R.*

- *Hauteur de la table :* h_0
- *Hauteur utile :* d
- *Diagramme rectangulaire pour le béton comprimé.*

Réponse

La condition pour avoir toute la hauteur de la table de compression entièrement comprimée dans le cas de la flexion simple est (cf. fig. 1) :

$$h_0 = 0{,}80\ y_u \quad \text{soit} \quad y_u = 1{,}25\ h_0$$

$$\text{Avec : } \alpha_u = \frac{y_u}{d}, \text{ il faut } \quad \alpha_u = 1{,}25\,\frac{h_0}{d}.$$

2. État limite de service

2.1 Hypothèses de calcul

Sous l'effet des sollicitations :

- les sections droites restent planes après déformation de la section ;
- pas de glissement relatif entre le béton et l'acier ;
- la résistance à la traction du béton tendu n'est pas prise en compte dans les calculs ;
- les contraintes sont proportionnelles aux déformations ;
- le coefficient d'équivalence n est pris égal à 15*.

* ***Rappel :*** *coefficient utilisé dans le chapitre 3 « Caractéristiques géométriques des sections », paragraphe 5.*

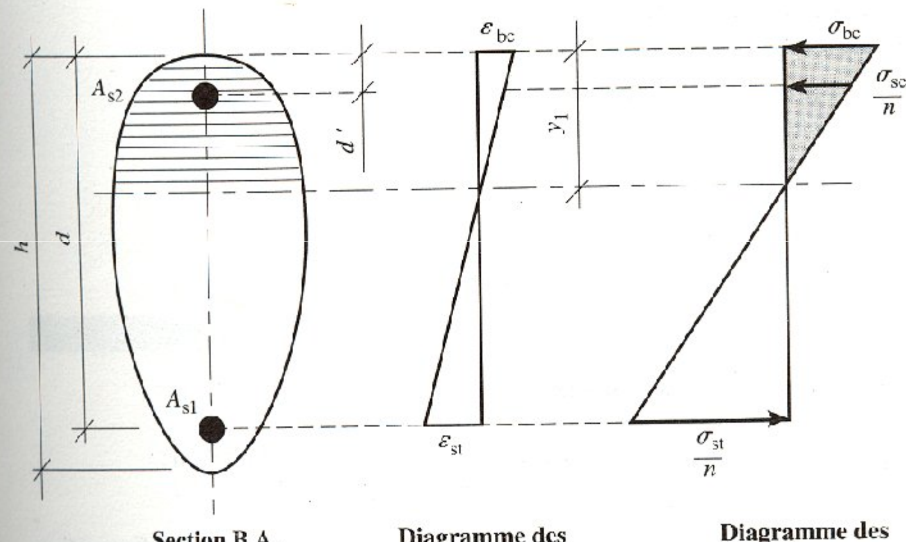
Remarque : *les aires des aciers ne sont pas déduites, dans les calculs, de l'aire du béton comprimé.*

2.2 État limite de compression du béton à l'E.L.S.

La contrainte de compression du béton, symbole σ_{bc}, est limité à :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\, f_{cj}$$

Résistance caractéristique f_{c28} **(MPa)**	18	20	22	25	27	30	35	40	45	50	55	60
Contrainte limite $\overline{\sigma_{bc}}$ **(MPa)**	10,8	12	13,2	15	16,2	18	21	24	27	30	33	36



Notations

- A_{s1} : section d'acier tendu
- A_{s2} : section d'acier comprimé
- ε_{bc} : déformation du béton comprimé
- ε_{st} : déformation de l'acier tendu
- σ_{bc} : contrainte de compression du béton
- σ_{sc} : contrainte de compression de l'acier
- σ_{st} : contrainte de traction de l'acier
- n : coefficient d'équivalence

Fig. 6 Déformations et contraintes dans une section B.A. soumise à la flexion simple.

On observera et on comparera les diagrammes déformations-contraintes :

- à l'E.L.U.R. (fig. 1), diagramme rectangulaire ;
- à l'E.L.S. (fig.6), diagramme triangulaire de compression du béton.

2.3 État limite d'ouverture des fissures
(B.A.E.L. A. 4.5, 3)

2.3.1 Contraintes limites de traction des aciers

Cas	Conditions particulières	Contraintes limites de traction (en MPa)
Fissuration peu préjudiciable	Locaux couverts et clos non soumis à condensations	$\sigma_{st} \leqslant f_e$
Fissuration préjudiciable	Coefficient de fissuration (symbole) : η $\eta = 1$ pour ronds lisses $\eta = 1{,}6$ pour aciers HA diamètre $\geqslant 6$ mm $\eta = 1{,}3$ pour aciers HA si diamètre < 6 mm (*)	$\overline{\sigma_{st}} = \inf\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta\, f_{tj}}\right)$
Fissuration très préjudiciable	Diamètres des aciers > 8 mm (**)	$\overline{\sigma_{st}} = \inf\left(0{,}5 f_e ; 90\sqrt{\eta\, f_{tj}}\right)$

N.B. Aciers de peau à prévoir dans les poutres de grande hauteur (hauteur totale >60 cm).
(*) 3 cm² par mètre de longueur de parement dans le cas de fissuration préjudiciable.
(**) 5 cm² par mètre de longueur de parement dans le cas de fissuration très préjudiciable.

2.3.2 Tableau des valeurs des contraintes limites des aciers en traction – Détermination à l'E.L.S.

Ce tableau a été placé en Annexe 2 pour servir au calcul ou aux vérifications des ouvrages élémentaires des différents chapitres.

EXERCICE D'ASSIMILATION 7

On considère une poutre de rive d'un bâtiment ; la fissuration est préjudiciable.

La résistance caractéristique du béton utilisé est de 25 MPa.

Quelle est la contrainte limite de traction d'un acier HA Fe E 400 pour une détermination aux E.L.S. ?

Réponse

- Contrainte limite de traction du béton :
  $f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj} = 2{,}10$ MPa
- Contrainte limite de traction des aciers (fissuration préjudiciable) :

$$\overline{\sigma_{st}} = \inf\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta\, f_{tj}}\right)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \inf\,(266{,}67 \text{ MPa} ;\ 201{,}63 \text{ MPa})$$

On retient : $\overline{\sigma_{st}} = 201{,}63$ MPa

EXERCICE D'ASSIMILATION 8

On considère des longrines de fondations par plots situées en milieu agressif.
La résistance caractéristique du béton est de 22 MPa.
Déterminer la contrainte limite de traction pour un calcul aux E.L.S.

Réponse

Contrôler le résultat par lecture du « Tableau des valeurs des contraintes limites des aciers en traction », Annexe 2.

EXERCICE D'ASSIMILATION 9

Soit une poutre de sous-sol en milieu humide, mais à l'abri des intempéries : on considère la fissuration préjudiciable.

La section de la poutre en sous-face du plancher est de 20 cm × 45 cm.

Déterminer l'armature de peau (on se reportera au §2.31*).*

Réponse

Fissuration préjudiciable ⟶ 3 cm^2 de section d'acier pour l'armature de peau par mètre de parement.
Périmètre à considérer. La largeur de poutre en fond de moule étant à exclure en raison de la présence des aciers de traction, on a deux fois la hauteur de la retombée de poutre : 90 cm.

Section théorique correspondante : 2,70 cm^2 d'acier HA.

8 Semelles de fondations

But

Calculer des ouvrages de fondations par semelles rigides soumises à des charges centrées.

Les semelles de fondation sont les ouvrages de transition entre les charges appliquées sur murs ou poteaux et le sol porteur.

Les semelles en béton armé sont:

- superficielles { continues ou isolées
- rigides (non flexibles).

Elles ont pour but essentiel de:

- transmettre les charges au sol
- répartir les pressions

Forces ou actions

- Charges transmises par les murs ou les poteaux isolés: permanentes et d'exploitation, verticales, supposées centrées sur l'axe des semelles.
- Actions ascendantes du sol sous la semelle de fondation dans l'hypothèse d'une répartition uniforme des contraintes.
- Condition d'équilibre statique

  Elle dépend de la capacité portante du sol (non-tassement, non-glissement, non-poinçonnement).

Justifications des sections (béton et acier)

À l'E.L.U. et à l'E.L.S. suivant les prescriptions du D.T.U. 13 - 12 et du B.A.E.L. pour:

- le dimensionnement géométrique,
- le calcul des armatures,
- les dispositions constructives minimales.



NB. Les semelles excentrées, les radiers, les semelles sur pieux, ne sont pas abordées dans le présent chapitre.

Les effets de la neige et du vent n'ont pas été pris en compte dans les exemples ou applications traitées.

1. Sollicitations de calcul

Charges verticales centrées	
E.L.U.R.	E.L.S.
Combinaisons de charges $N_u = 1{,}35\,G + 1{,}5\,Q$	Combinaisons de charges $N_{ser} = G + Q$

Remarques:

1. *Les combinaisons d'actions ont fait l'objet du chapitre 5.*
2. *Le calcul d'une descente de charges est effectué à la fin du chapitre 4, en considérant les états limites (E.L.U.R. et E.L.S.).*

2. Prédimensionnement des semelles

Hypothèses d'études

1. **Charges centrées** sur semelles.
2. **Sol homogène.**
3. **Semelle rigide** (voir condition ci-contre).
4. **Diagramme de répartition uniforme** des pressions sur le sol.
5. Transmission des charges appliquées aux semelles par des **bielles** obliques symétriques par rapport à l'axe. Ces bielles de béton comprimé engendrent des **efforts de traction** à la base des semelles (fig. 3).
6. **L'armature** équilibre ces efforts de traction.

NB. Le calcul des sections d'acier s'effectue à l'E. L. U. R.

Les vérifications concernant l'effort tranchant et la contrainte de compression des bielles ne sont pas nécessaires.

Tableau indicatif des contraintes de calcul admises pour le sol (symbole σ_{sol})

Nature du sol	$\overline{\sigma_{sol}}$ (MPa)
Roches peu fissurées saines non désagrégées et de stratification favorable	0,75 à 4,5
Terrains non cohérents à bonne compacité	0,35 à 0,75
Terrains non cohérents à compacité moyenne	0,20 à 0,40
Argiles (*)	0,10 à 0,30

** Certaines argiles très plastiques ne sont pas visées dans ce tableau.*

NB. Le calcul des pressions exercées sur le sol s'effectue à l'E. L. S.

Prédimensionnement des semelles rigides

Il s'agit de déterminer les dimensions d'une semelle rigide de fondation sous mur ou sous poteau de section carrée ou rectangulaire.

- **Éléments connus**
  - Contrainte de calcul admise sur le sol : $\overline{\sigma_{sol}}$
  - Charges appliquées au niveau supérieur de la semelle : G, Q
  - Dimensions
    - **cas d'une semelle continue :**
      - épaisseur du mur, symbole b
      - longueur prise égale à 1,00 m
    - **cas d'une semelle isolée :**
      - section rectangulaire du poteau : $a \times b$.
- **Éléments inconnus**
  - Dimensions de la semelle
    - continue : B, h
    - isolée : A, B, h
  - Poids propre de la semelle (p. p.)
- **Équilibre statique**

$$N_{ser} = G + Q + \text{p.p. semelle} = \sigma_{sol} \times \text{ aire de la surface portante}$$

avec $\sigma_{sol} \leqslant \overline{\sigma_{sol}}$